

Comportamento sísmico de edifícios assimétricos de alvenaria estrutural – Ensaio na mesa sísmica



Leonardo Avila Vélez

PhD Candidate
Universidade do Minho
Guimarães - Portugal
leoavila@civil.uminho.pt



Graça Vasconcelos

Assistant professor
Universidade do Minho
Guimarães - Portugal
graca@civil.uminho.pt



Paulo B. Lourenço

Professor
Universidade do Minho
Guimarães - Portugal
pbl@civil.uminho.pt

SUMÁRIO

O objetivo principal deste trabalho consiste na avaliação do desempenho sísmico de um sistema em alvenaria armada que possa ser representativo da construção corrente de edifícios de pequeno a médio porte em zonas de moderada a elevada perigosidade sísmica. Pretendeu-se avaliar o efeito da complexidade da geometria em planta bem como a influência do reforço aplicado ao nível das juntas horizontais e verticais. Para o efeito, foram construídos dois modelos de edifícios de alvenaria armada e não armada à escala reduzida (1:2) com a solução em alvenaria estrutural em blocos de betão com furação vertical. Estes modelos de edifícios foram posteriormente sujeitos a uma ação sísmica regulamentar característica da região de Lisboa na mesa sísmica do Laboratório nacional de Engenharia Civil.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural, comportamento sísmico, mesa sísmica, análise experimental.

1. INTRODUÇÃO

Além de a alvenaria apresentar uma baixa resistência à tração e ao corte e um material que apresenta uma excelente resistência ao fogo, um eficiente isolamento térmico e acústico e boa durabilidade, consiste numa solução económica, é fácil de construir. Assim, este sistema construtivo pode ser adaptado à construção de edifícios de médio porte com capacidade de resistir a acções sísmicas protegendo a integridade física dos seus habitantes e ainda, dependendo da magnitude do sismo, minimizar os gastos na reparação dos danos gerados.

No âmbito do projecto ALVEST – Desenvolvimento de soluções de paredes de alvenaria estrutural (nº 5656) foi desenvolvida uma solução de paredes de alvenaria em blocos de betão normal, com e sem armadura. Para além da caracterização dos materiais foi feita uma caracterização experimental em modelos de edifícios de alvenaria na mesa sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) com geometria regular [1]. Com o objectivo de avaliar a influência da irregularidade em planta decidiu-se fazer ensaios em dois edifícios também na mesa sísmica com uma geometria mais irregular em planta com o objectivo de avaliação do efeito da irregularidade no comportamento global dos edifícios, nomeadamente ao nível dos padrões de dano, resistência e deformação.

Este trabalho apresenta os detalhes e resultados principais obtidos nos ensaios na mesa sísmica do LNEC em edifícios de geometria não simétrica (um edifício armado e outro não armado) em termos padrões de dano e deslocamentos no plano e fora do plano das paredes.

2. MODELOS EXPERIMENTAIS

2.1 Definição dos modelos

Na construção dos modelos dos edifícios de alvenaria de blocos de betão foram considerados 3 materiais básicos: os blocos de betão, a argamassa e a armadura. A geometria dos blocos, nomeadamente a espessura das paredes exteriores e septos interiores foi definida de acordo com os requisitos definidos no EC6 [2]. As dimensões dos blocos utilizados na construção dos modelos dos edifícios resultam da redução das dimensões de um bloco real para metade, dado que os modelos tiveram de ser construídos em escala reduzida 1:2. Dado que as dimensões modulares de blocos de betão à escala real são de 400mm (largura) x 200mm (espessura) x 190mm (altura) optou-se por dimensões à escala reduzida de 200mm (comprimento) x 100mm (espessura) x 95mm (altura). De acordo com o EC8 [3], a argamassa a utilizar em edifícios de alvenaria estrutural em regiões sísmicas deverá ser da classe M10 ou superior. Assim, a argamassa utilizada na construção dos modelos corresponde a uma argamassa pré-doseado e certificada da classe M10. A armadura de reforço consiste numa treliça tipo Murfor RND. Esta armadura é composta por varões redondos, sendo dois deles afastados entre si e ligados através de um

varão em zig-zag contínuo, dando a forma de uma treliça (Figura 1). Foram utilizadas duas tipologias de armadura para as juntas horizontais e para as juntas verticais tendo como diferença o comprimento entre os varões paralelos (ver Quadro 1). Os varões têm uma tensão característica de 500MPa. Os varões interiores diagonais são soldados aos varões longitudinais com uma resistência de corte de pelo menos 2.5KN, (Bekaert S.A.). O uso desta armadura tem particularidades a nível construtivo, sendo a armadura horizontal aplicada nas juntas horizontais especificadas, e a armadura vertical aplicada nas juntas verticais contínuas. Na Figura 1, apresentam-se os materiais utilizados bem como a sua aplicação na construção final dos modelos.

Quadro 1. Dimensões da Armadura Murfor RND - Bekaert S.A. (2008).

Tipo armadura	Largura [mm]	Diâmetro do varão exterior [mm]	Diâmetro do varão interior [mm]
Armadura vertical	50	4	3.75
Armadura horizontal	80	3	3

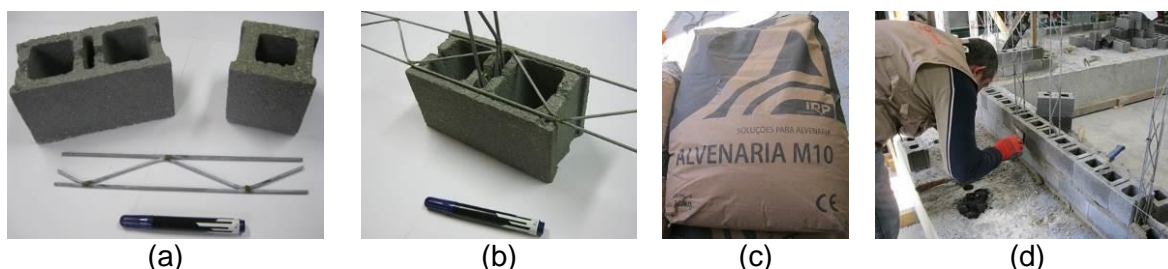


Figura 1. Materiais utilizados na construção dos modelos à escala reduzida: (a) bloco, meio-bloco e armadura, (b) disposição dos blocos e as armaduras, (c) argamassa pré-doseada e (d) construção do modelo reforçado.

Com o tipo de bloco usado é possível considerar dois tipos de aparelho: um aparelho tradicional (edifício não armado) e um outro alternativo com junta vertical contínua (não armado, onde se colocam as armaduras verticais a fim de facilitar a tecnologia de construção, ver figura 2..

Com o objetivo de avaliar a resposta dinâmica de edifícios com um considerável grau de excentricidade em planta foram construídos dois modelos de edifícios de alvenaria: um modelo armado e um modelo não armado. A geometria foi definida com base em edifícios protótipos representativos de moradias em banda com uma determinada percentagem de aberturas de aproximadamente 14%. Para aumentar a variação de rigidez, optou-se por colocar aberturas em três fachadas, ver figura 3. Para a construção do modelo de alvenaria armada, optou-se por utilizar juntas verticais contínuas para colocação das armaduras verticais. Juntas verticais reforçadas são consideradas também nas ligações entre paredes, em alternativa ao travamento das fiadas como no caso do aparelho tradicional. Na restante

área, considera-se juntas verticais sem argamassa, ainda que de acordo com o EC8 [3], seja recomendável que em regiões sísmicas as juntas sejam preenchidas.

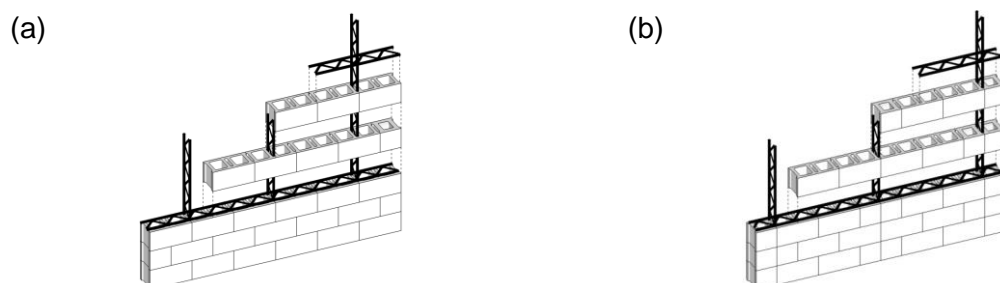


Figura 2. Aparelho utilizado nos edifícios: (a) tradicional e (b) alternativo com junta vertical contínua

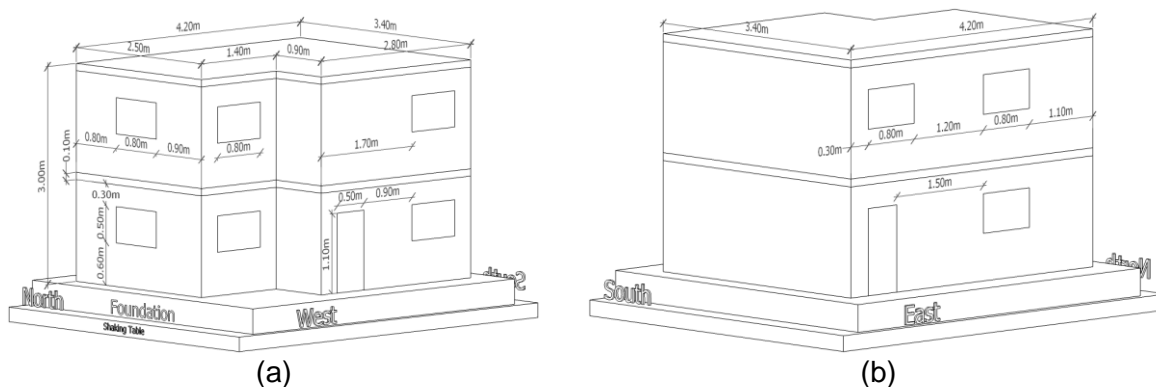


Figura 3. Geometria final dos modelos à escala reduzida

O modelo não armado apresenta a mesma geometria e idêntica distribuição de aberturas, sendo o reforço utilizado apenas para reforço dos lintéis, sendo considerada como armadura construtiva.

2.2 Instrumentação dos modelos

A fim de obter dados sobre a excitação completa dos modelos, estes foram instrumentados com três dispositivos diferentes, nomeadamente acelerómetros, transdutores de deslocamento (LVDT) e detectores de posição sensíveis (PSD). Estes dispositivos de medida foram utilizados para monitorar as acelerações, assim como os deslocamentos locais e globais, respectivamente. O plano de instrumentação utilizado para medição das grandezas referidas apresenta-se na Figura 4. Durante os testes experimentais, foi localizado um conjunto de três equipamentos de câmara de vídeo a cerca de cinco metros dos modelos, com foco de cima para baixo em três cantos. A partir dos registos de vídeo, foi verificada a evolução do dano e mecanismos de dano. Além disso, duas câmaras fotográficas (com capacidades de resolução diferentes) foram utilizadas para o registo fotográfico de rachaduras e danos. Após cada teste sísmico, fotografias globais e detalhadas de todas as paredes foram documentados. A instrumentação nos edifícios de

alvenaria foi projetada com o objetivo de obter as medidas mais relevantes e importantes de seu desempenho durante os testes sísmicos.

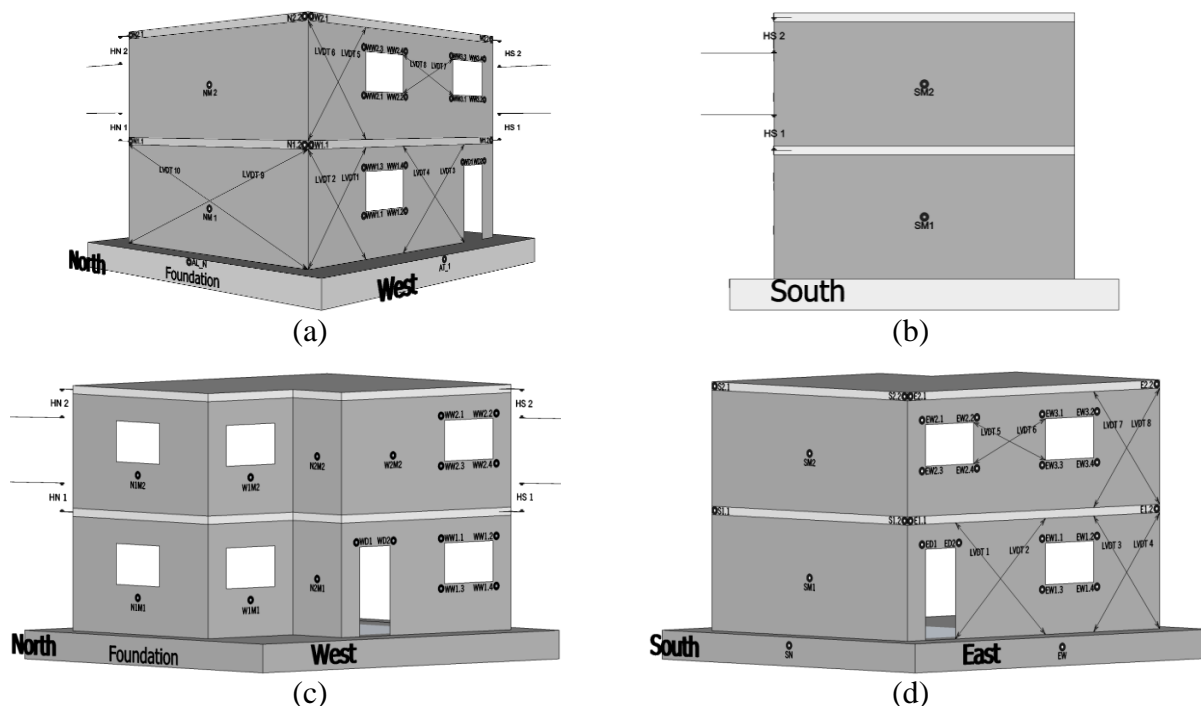


Figura 4. Plano de instrumentação dos edifícios de alvenaria a testar na mesa sísmica

Os acelerómetros e LVDTs foram montados nos modelos enquanto os sensores PSD utilizam referenciais externas.

2.3 Programa experimental

A simulação da acção sísmica teve como base acelerogramas artificiais. Os acelerogramas foram definidos com base em dois princípios fundamentais: (1) definição do espectro de resposta do qual é gerado o acelerograma; (2) definição da duração das fases do acelerograma. De acordo com o EC8 [4] a acção sísmica num ponto na superfície é representada através de um espectro de resposta de aceleração elástico, denominado de “espectro de resposta elástico”. A acção sísmica introduzida na base dos modelos foi composta por dois acelerogramas artificiais, aplicados em direções ortogonais e não correlacionadas, compatíveis com o espectro de resposta linear do tipo 1 definido no EC8 [4] com 5% de amortecimento, correspondente à zona de Lisboa e considerando solo tipo A. Para a geração dos acelerogramas artificiais recorreu-se ao programa de processamento de sinal LNEC-SPA [5]. Posteriormente, os acelerogramas foram filtrados (filtro de Fourier), considerando uma banda de frequências entre 0.7 e 40 Hz de acordo com as características da plataforma triaxial do LNEC e as frequências dos modos de vibração do modelo. Na Figura 5 apresenta-se o espectro de resposta escalado relativamente ao espectro de referência do EC8 [4], uma vez que os modelos experimentais são reduzidos a uma escala

de 1:2. Para o efeito foi utilizado a semelhança de Cauchy, à semelhança do que foi feito nos ensaios dos modelos dos edifícios simétricos [1,2].

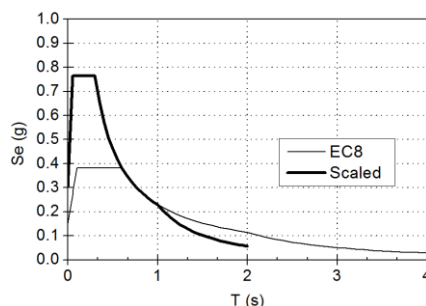


Figura 5. Espectro de resposta elástica tipo 1 dado pelo EC8 [4] e espectro escalado

A acção introduzida na mesa sísmica foi dividida em diferentes fases (estágios), correspondentes a sismos de diferentes intensidades, ver Quadro 2. Cada estágio corresponde a um nível de intensidade sísmica que consiste na aplicação de um fator de escala ao acelerograma de referência. A intensidade das fases da aplicação da acção sísmica foi definida com o objetivo de ser possível acompanhar de modo mais detalhado o comportamento dos modelos em termos de padrão de fendilhação e modos de colapso. Com este procedimento é também possível avaliar de forma progressiva a variação de rigidez do modelo que acaba por ser relacionada com o dano da estrutura para cada nível de intensidade sísmica. Um dos valores mais relevantes para caracterizar a acção é a aceleração de base de pico (PGA) e apresenta-se no Quadro 2 para cada nível de intensidade sísmica adaptado. Salienta-se que os valores indicados são limitados pelo programa (LNEC-SPA) [5] utilizado na geração de sinais ao período de valor 0.01s ($F=100\text{Hz}$).

Quadro 2. Estágios de ensaios na mesa sísmica

Test	Modelo – Alvenaria armada		Modelo – Alvenaria não armada	
	PGA NS (m/s^2)	PGA EW (m/s^2)	PGA NS (m/s^2)	PGA EW (m/s^2)
25%	-	-	1.16 (0.12g)	0.89 (0.09g)
50%	2.57 (0.26g)	1.63 (0.17g)	2.50 (0.26g)	2.31 (0.24g)
75%	3.83 (0.39g)	2.91 (0.30g)	3.25 (0.33g)	2.79 (0.28g)
100%	4.72 (0.48g)	3.90 (0.40g)	4.57 (0.47g)	4.05 (0.41g)
150%	6.51 (0.66)	5.53 (0.56g)	6.45 (0.66g)	10.46 (1.07g)
150%_2	-	-	6.44 (0.66g)	12.19 (1.24g)
200%	7.80 (0.79g)	7.59 (0.77g)		
250%	10.42 (1.06g)	9.32 (0.95g)		
300%	11.92 (1.21g)	9.33 (0.95g)		
300%_2	12.80 (1.30g)	9.77 (1.00g)		

Antes do primeiro e após cada estágio de aplicação da acção sísmica foram realizados ensaios de identificação dinâmica (caracterização), permitindo caracterizar a variação das propriedades dinâmicas do modelo (frequências naturais, modos de vibração e coeficiente de amortecimento crítico) ao longo dos diferentes estágios. Os ensaios de identificação dinâmica correspondem a ensaios de vibração forçada em plataforma sísmica, nos quais se aplicaram, ao nível da base do modelo, sinais de excitação em duas direções ortogonais e não correlacionáveis. Os sinais são do tipo ruído branco de baixa amplitude e mantêm-se constantes nos diferentes ensaios de identificação dinâmica.

3. COMPORTAMENTO SISMICO DOS EDIFICIOS DE ALVENARIA

Para além do padrão de fendilhação, pretende-se fornecer alguns parâmetros que representem a resposta dinâmica do edifício face à solicitação imposta na plataforma sísmica. Os parâmetros em estudo correspondem aos valores de pico em aceleração e entre pisos (drifts). Adicionalmente, apresentam-se os resultados da identificação dos parâmetros dinâmicos do modelo (primeiros modos de vibração e respectivas frequências naturais). Os dados obtidos através dos distintos equipamentos de medição foram processados utilizando o software para processamento de sinal LNEC-SPA [3], que fornece ferramentas de análise para a remoção de componentes quase estáticos e de ruído por meio de filtros, correção de offset, sinal crop, entre outros.

3.1 Padrão de fendilhação

Do comportamento global do edifício destaca-se o importante nível de dano apresentado nos dois modelos e ocorrido ao longo dos diversos estágios de carga, particularmente nos últimos estágios. Deve ser tido em conta que os dois modelos sofreram pequenas fissurações durante o transporte para a mesa sísmica. Os padrões de fissuração e danos obtidos para a última fase dos testes indicam-se na Figura 6. Para o modelo de alvenaria armada os padrões de fissuração correspondem à segunda execução de teste para o input de 300% (repetição) do sismo de referência e para o modelo de alvenaria não armada os padrões de fissuração correspondem ao segundo teste (repetição) executado para o input de 150%. A comparação dos padrões de fissuração revela uma grande diferença na densidade de fissuração e na orientação da fissuração.

O modelo de alvenaria não armada apresenta densidade de fissuração muito maior e danos mais intensos para valores de acção sísmica mais baixos quando comparado com o modelo de alvenaria armada. A intensidade sísmica máxima atingida pelo edifício não armado representa 52,5% da acção sísmica atingida pelo modelo de alvenaria armada. Para o ensaio de 150% no modelo armado quase não é observada fissuração. Na verdade, 70% das fissuras observadas na Figura 6 a, b, foram desenvolvidas após o input de 200% (0.8 g).

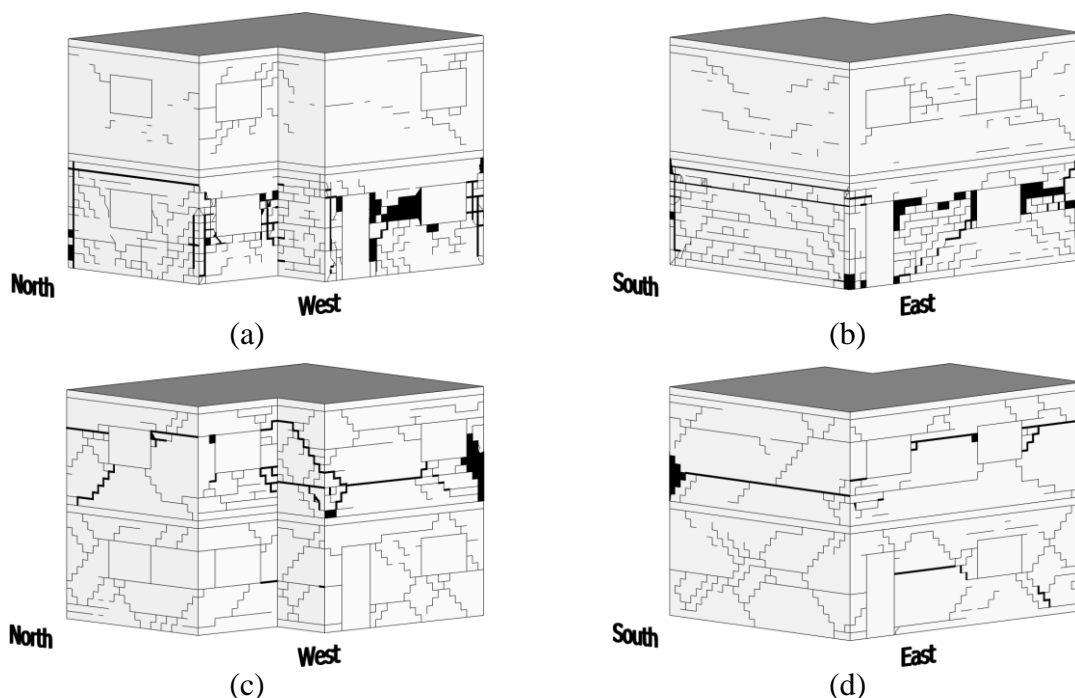


Figura 6. Padrões finais de dano em: (a, b) edifício de alvenaria armada; (c, d) edifício de alvenaria não armada

No modelo de alvenaria armada, os danos concentram-se no primeiro nível do edifício, sendo o dano muito mais reduzido andar. A densidade de fissuras é claramente maior no caso das paredes com aberturas. O dano significativo neste modelo começa no ensaio de 200%, já que no ensaio de 150% apareceram apenas umas pequenas fendas principalmente na fachada norte e sul. Durante o ensaio de 200% observa-se uma grande distribuição de fendas diagonais que unem os cantos das janelas do primeiro andar nos nêmbos entre as aberturas e fendas horizontais de grande comprimento na parede sem aberturas.

Durante o ensaio de 250% observou-se o incremento das fendas existentes, quer em comprimento quer em espessura. Adicionalmente, verificou-se o colapso dos primeiros blocos laterais das janelas Na fachada Oeste verificou-se a abertura significativa de uma fenda horizontal ligando a janela e a porta, ao longo de uma junta horizontal com armadura. Por outro lado, algumas fendas desenvolvidas anteriormente uniram-se formando fendas de maior extensão. Pela primeira vez apareceram fendas diagonais nas paredes com aberturas no segundo andar, ainda de espessura reduzida.

No primeiro ensaio de 300% o dano é significativo, com neste perda de blocos principalmente na parede Oeste onde no ensaio anterior se desenvolveu uma fenda horizontal entre a janela e a porta, ver Figura 6a. Na fachada Sul também se verificou um aumento das fendas horizontais e diagonais associadas à perda de resistência no plano. Na parede Este observou-se na metade da parede entre a janela e o canto a colapso de um bloco devido as forças horizontais no painel de parede entre aberturas.

A repetição do ensaio correspondente 300% (Figura a, b), traduz-se no aumento das fendas e verifica-se o deslizamento considerável no primeiro andar, devido às fendas presentes nas paredes Este e Oeste, maioritariamente de corte. As paredes Norte e Sul apresentam duas fendas horizontais no topo da parede do primeiro piso de grande desenvolvimento associadas a uma malha de fendas horizontais e diagonais de menor espessura. Pode dizer-se que o padrão de fendilhação nas paredes Norte e Sul são o resultado do desenvolvimentos de mecanismos de resistência no plano e fora do plano. Durante verificou-se a queda de blocos importante principalmente junto das aberturas, gerando uma grande instabilidade do modelo. Pode dizer-se que o edifício não deveria suportar uma carga sísmica superior. Note-se no entanto que, apesar do dano, as armaduras verticais e horizontais ajudam a manter a estabilidade da estrutura.

O edifício de alvenaria não armada é menos resistente do que o edifício armado, como seria de esperar. No edifício de alvenaria não armada as primeiras fendas apareceram no primeiro ensaio de 50%, nomeadamente perto as janelas do primeiro andar nas paredes Este e Oeste. Estas fendas são diagonais e apresentam uma espessura muito reduzida. Durante o ensaio de 75% iniciou-se a abertura de fendas no segundo andar, com o desenvolvimento de uma fenda de grande comprimento afetando várias paredes, iniciando no canto da janela da parede Oeste de maior extensão (Oeste 1), baixando diagonalmente duas unidades para atravessar horizontalmente o troço pequeno da parede norte (Norte 2) e continuar horizontalmente na parede Oeste 2 até à altura do canto da janela. Nesta fase a fenda apresenta uma espessura muito pequena mas suficiente para ser identificada.

No ensaio de 100% o modelo apresenta um dano muito mas espalhado por todo o edifício quer no primeiro quer no segundo andar, e a maioria das fendas ligam as fendas existentes. No primeiro andar é de salientar o dano apresentado na parede Oeste onde as fendas, principalmente diagonais, foram geradas principalmente na parte inferior da janela e no painel entre a janela e a porta. Também é de salientar a fenda horizontal apresentada na base (primeira junta horizontal) na parede sul e algumas pequenas fendas na parede Este.

No ensaio de 150%, o comprimento das fendas aumenta no primeiro e segundo andar. No primeiro andar e na parede Oeste as fendas aumentam na parte inferior da janela, enquanto que na parede Este dá-se o início aa formação de fendas diagonais tipo “x” no painel entre a janela e a porta. No segundo andar verifica-se o colapso de alguns blocos na interseção das paredes Oeste-Sul ao nível da sexta fiada. Note-se que o aparelho utilizado foi o tradicional, o que corresponde um travamento importante ao nível dos cunhais do edifício.

O último ensaio realizado neste modelo foi a repetição do input de 150%. Durante este ensaio verificou-se o aumento da abertura de fendas e a instabilização de alguns blocos nos cantos do edifício traduzindo-se na sua queda, principalmente no canto Oeste-Sul. Adicionalmente, verificaram-se deslizamentos ao longo das juntas já abertas, o que resultou no desaprumo das paredes. Apesar do dano ser muito considerável, verifica-se que não ocorreu o colapso da estrutura.

3.2 Parâmetros dinâmicos do modelo

As características dinâmicas das estruturas ou seja, as frequências naturais, coeficientes de amortecimento e modos de vibração são fundamentais para o dimensionamento de edifícios resistentes aos sismos. No presente trabalho experimental, foram utilizadas técnicas de input-output nos dois modelos experimentais para obtenção das propriedades dinâmicas. A identificação dos modos de vibração foi feita com os dados de identificação modal iniciais obtidos antes de qualquer teste de entrada sísmica. Para isso, foram utilizados todos os 43 acelerómetros colocados nos modelos. Essa identificação foi realizada para cada edifício de alvenaria e foi centrada nos modos estruturais globais. Apesar de ambos os edifícios apresentarem valores de frequência diferentes, os modos globais foram semelhantes entre os dois edifícios.. A primeira frequência natural corresponde à direção transversal, a segunda frequência corresponde ao modo na direção longitudinal e, finalmente, uma terceira correspondendo a um modo de torção. Os respectivos valores encontrados para o edifício de alvenaria armada (Modelo RM) foram 11.68Hz, 19.40Hz e 22.32Hz. Para o edifício de alvenaria não armada (Modelo UM) os valores das frequências foram 11.50Hz, 13.47Hz e 21.77Hz, respectivamente. Os modos de vibração encontrados no edifício reforçado são apresentados na Figura 7.

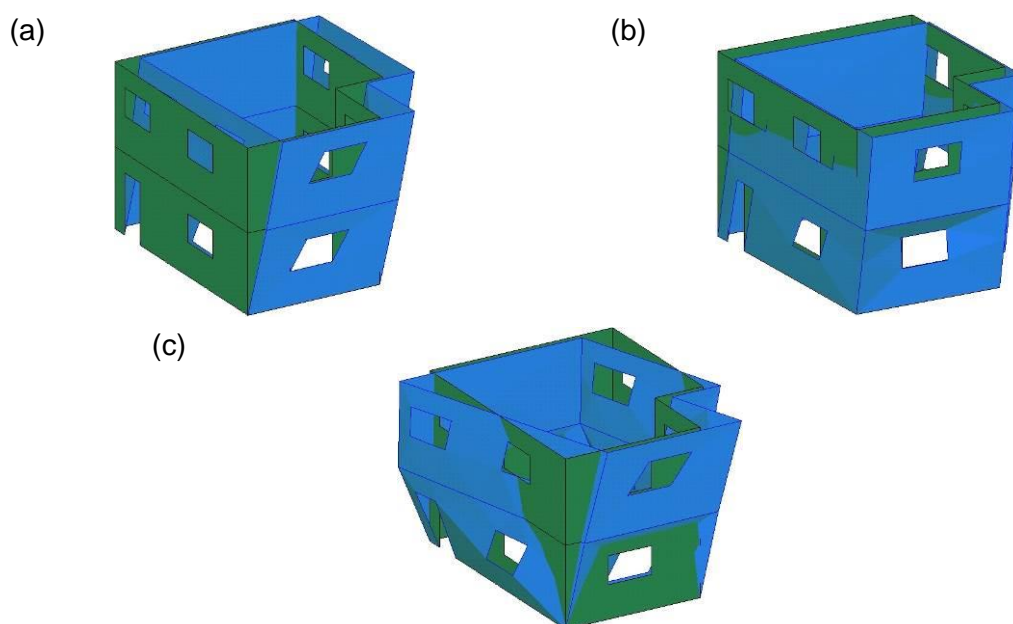


Figura 7. Modos de vibração no modelo de alvenaria armada: (a) transversal, (b) longitudinal e (c) torsional

Estes valores são muito semelhantes aos do edifício de alvenaria armada. A evolução dos valores da frequência encontrada após cada ensaio sísmico para cada edifício de alvenaria é resumida no Quadro 3. Os três modos que foram identificados na fase inicial foram seguidos e estudados. Verificou-se para todos os modos de uma tendência de redução a partir do estado inicial para a última entrada sísmica.

Quadro 3. Evolução da frequência fundamental

			Test run										
			Initial	25%	50%	75%	100%	150%	150% ²	200%	250%	300%	300% ²
f(Hz)	RM	Trans	11.68	-	11.26	11.20	11.16	10.85	-	10.22	7.41	4.90	3.44
		Long	19.40	-	18.77	18.53	18.36	17.52	-	15.23	12.93	11.89	3.96
		Rota	22.32	-	22.01	21.66	21.28	20.55	-	19.29	18.67	8.66	6.15
	UM	Trans	11.50	11.09	10.47	10.05	9.74	7.46	6.12				
		Long	13.47	13.47	13.16	11.71	12.03	10.47	10.16				
		Rota	21.77	21.66	19.28	18.45	17.83	17.10	-				

3.3 Avaliação dos deslocamentos no plano

No que respeita à deformação dos edifícios, em primeiro lugar apresentam-se os perfis absolutos de deslocamento no plano ao longo da altura das paredes. A Figura 8 e a Figura 9 mostram os perfis de deslocamento no plano encontrados para paredes longitudinais e transversais para os modelos de alvenaria armada e não armada, respetivamente. Os deslocamentos globais ao nível das lajes são derivados por dupla integração da respostas em termos de história de aceleração no tempo. Os deslocamentos apresentados correspondem aos valores máximos obtidos para cada input sísmico. A análise comparativa dos perfis de deslocamento totais obtidos em ambos os modelos de alvenaria permitem concluir que estes diferem consideravelmente.

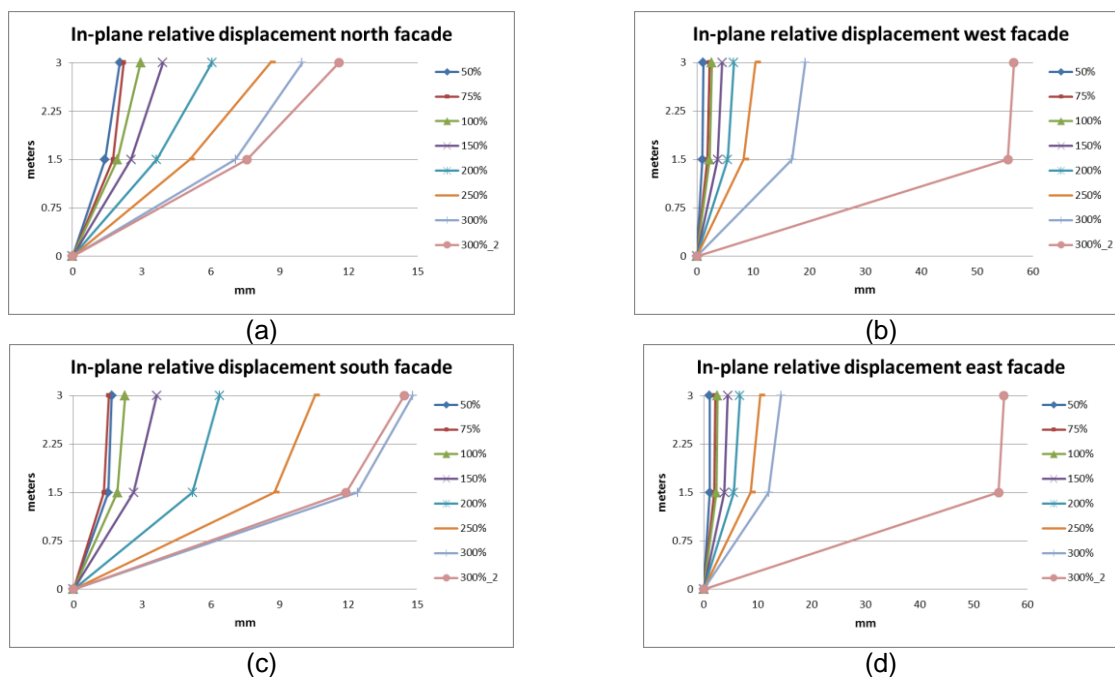


Figura 8. Deslocamentos no plano, nas paredes do modelo de alvenaria armada (a) fachada Norte; (b) fachada Oeste; (c) fachada Sul e (d) fachada Este

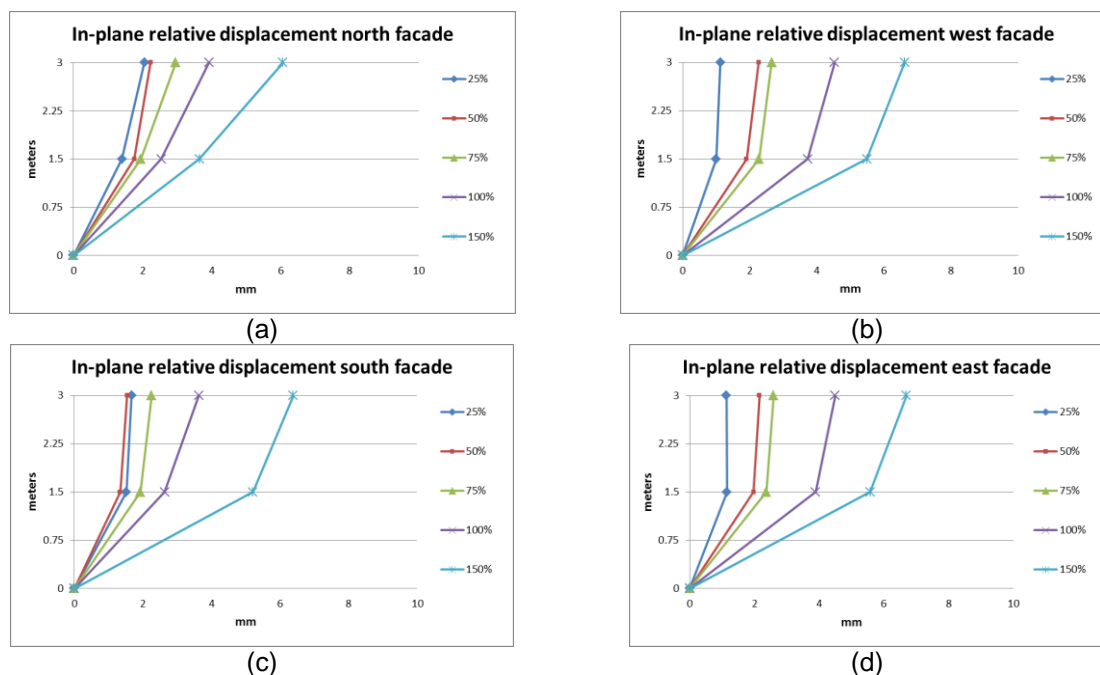


Figura 9. Deslocamentos no plano nas paredes do modelo de alvenaria não armada: (a) fachada Norte; (b) fachada Oeste (c) fachada Sul e (d) parede fachada Este

No modelo de alvenaria armada existem pequenas diferenças entre as fachadas Norte e Sul, bem como entre as fachadas Oeste e Este, o que significa que o comportamento das paredes foi até certo ponto homogêneo. Como mencionado anteriormente, os danos neste modelo estão mais concentrados no primeiro andar, o que está de acordo com o rápido aumento nos deslocamentos a este nível. A evolução de deslocamentos no segundo andar é muito mais lenta, o que reflete danos menores, comportando-se à semelhança de um corpo rígido que acompanha o deslocamento do primeiro piso. Globalmente, os valores dos deslocamentos no edifício reforçado são bastante pequenos até ao ensaio de 150% como o resultado do baixo nível de dano. Após este nível de acção sísmica, verificou-se um aumento progressivo até atingir nas paredes Este e Oeste um deslocamento máximo de 5,5 cm. Note-se também que a repetição do último input sísmico aumentou o deslocamento máximo consideravelmente (mais de 400%).

No modelo de alvenaria não armada todas as fachadas exibem perfis de deslocamento muito parecidos aos quais correspondem um dano próximo do colapso devido aos danos assimétricos distribuídos no edifício. O aumento nos deslocamentos é progressivo e ocorre em ambos os níveis. O aumento mais significativo dos deslocamentos das paredes ocorre para o input de 150%. Os deslocamentos elevados estão associados ao aumento da abertura das fendas de corte diagonais, que se tornaram claramente visíveis para o input sísmico de 100%. Refira-se também que a realização do último input sísmico aumentou significativamente o deslocamento máximo (cerca de 100%). A fenda contínua em torno do edifício desenvolvida no segundo nível, aproximadamente a 3/4 altura da parede promoveu

um mecanismo de deslizamento ao logo da junta que resultou no aumento dos deslocamentos máximos.

3.4 Avaliação dos drifts

A capacidade de deformação no plano das paredes de alvenaria sob cargas laterais também pode ser avaliado com base nos deslocamentos relativos (drifts) calculados para os níveis de piso, ver Figura 10 e Figura 11. Os valores de drift entre andares são bastante distintos entre os dois modelos de alvenaria. No caso de edifício de alvenaria armada, os valores de drift são bastante baixas, quando comparadas as encontradas com o modelo de alvenaria não armada para os mesmo nível de input sísmico. Em geral, no modelo de alvenaria armada os drifts laterais máximos apresentam valores mais elevados no primeiro andar, particularmente no caso das paredes longitudinais, o que está associado ao nível mais elevado de danos desenvolvido neste nível. Neste modelo todas as fendas estão localizadas no primeiro nível com um drift máximo entre pisos de 1,20%. No modelo de alvenaria não armada, os drifts máximos são registados no segundo andar na direção longitudinal e chegam a um valor máximo de 0,84%. Os resultados mostram também que os drifts laterais encontrados para um input sísmico correspondente a um ensaio de 100% são de 0,26% no primeiro andar e de 0,08% no segundo andar. Estes valores, e os baixos danos no modelo não reforçado para esse nível de resposta sísmica confirmam a adequação dos edifícios irregulares modernos de alvenaria não reforçados para resistir a uma ação sísmica moderada.

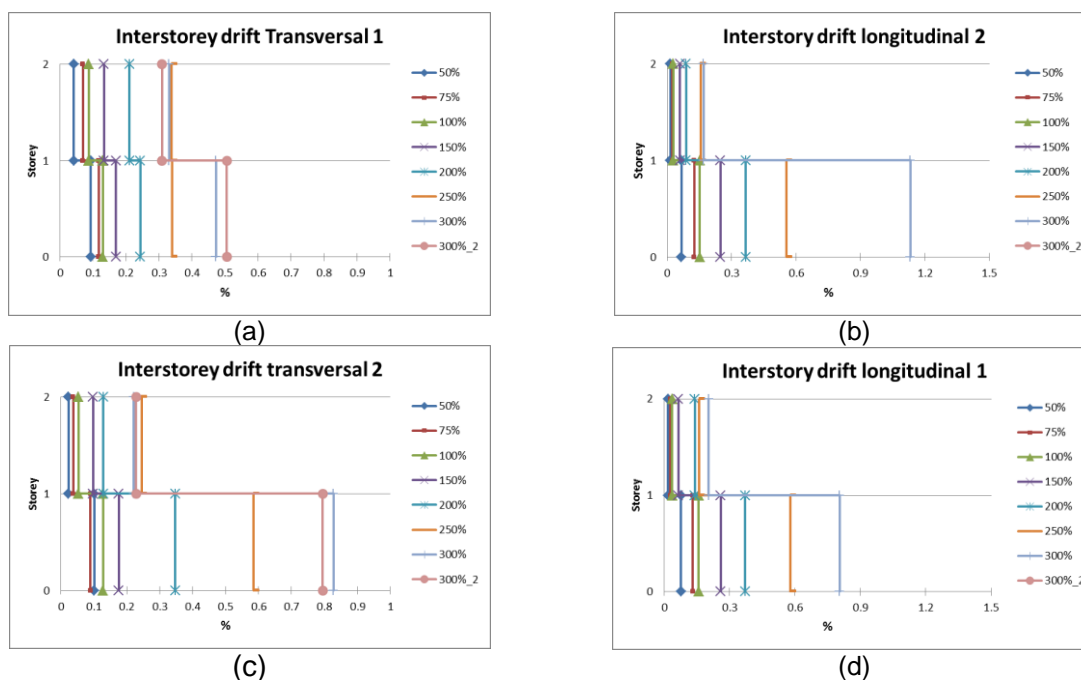


Figura 10. Drifts para o modelo de alvenaria armada nas fachadas: (a) norte; (b) oeste; (c) sul e (d) este

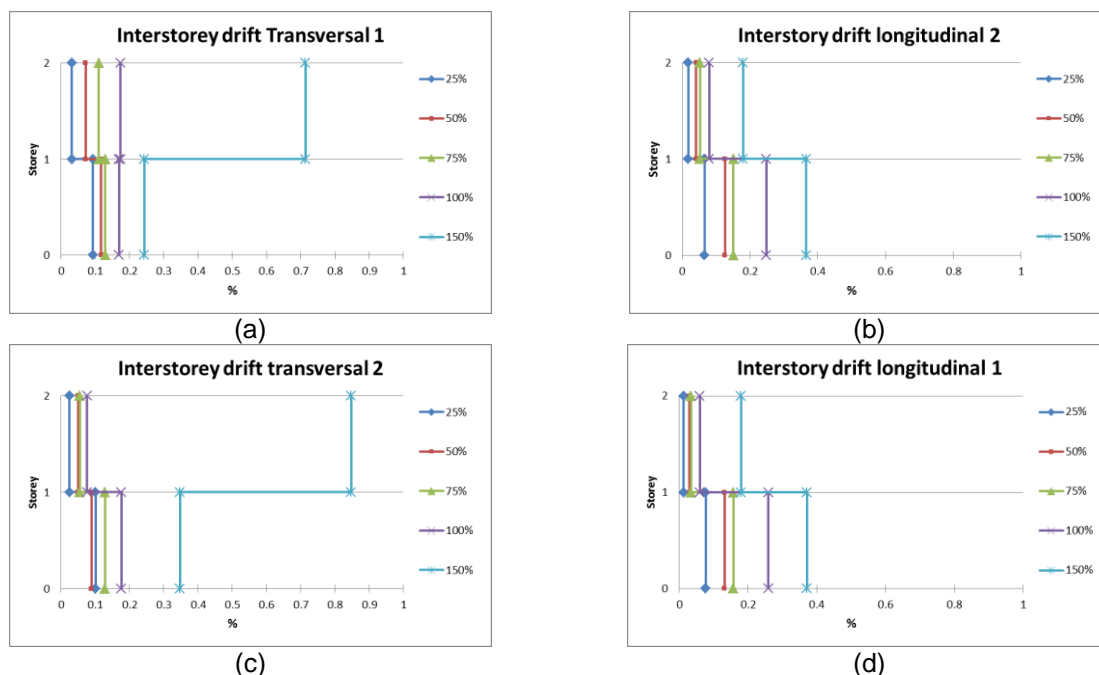


Figura 11. Drifts para o modelo de alvenaria não armada nas fachadas: (a) norte; (b) oeste; (c) sul e (d) este

3.5 Avaliação dos deslocamentos para fora do plano

A vulnerabilidade de alvenaria para cargas fora do plano pode resultar no colapso precoce das paredes estruturais, impedindo o desenvolvimento dos mecanismos de resistência no plano e a estabilidade adequada dos edifícios de alvenaria. Os deslocamentos para fora do plano das fachadas de alvenaria para os dois modelos são mostrados na Figura 12 e Figura 13. Na análise do modelo de alvenaria armada, observa-se que para cada fachada e alinhamento vertical a deformação fora do plano não varia significativamente até ao teste de 150%. Até esta fase de carregamento os deslocamentos máximos relativos fora do plano são menores do que 5 mm. Os deslocamentos fora do plano, são mais visíveis após o ensaio de 200%. Verifica-se que existe uma diferença considerável sobre os deslocamentos fora do plano entre fachadas sul e oeste.

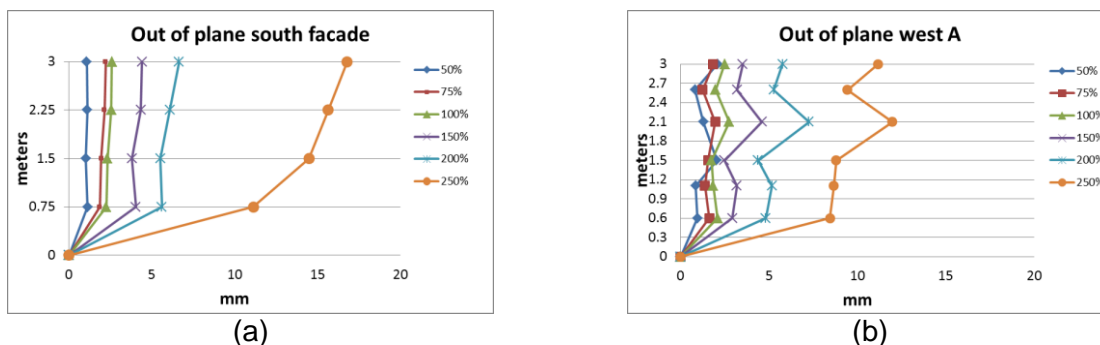


Figura 12. Deslocamentos globais fora do plano para o modelo de alvenaria armada na fachada: a) sul e b) oeste

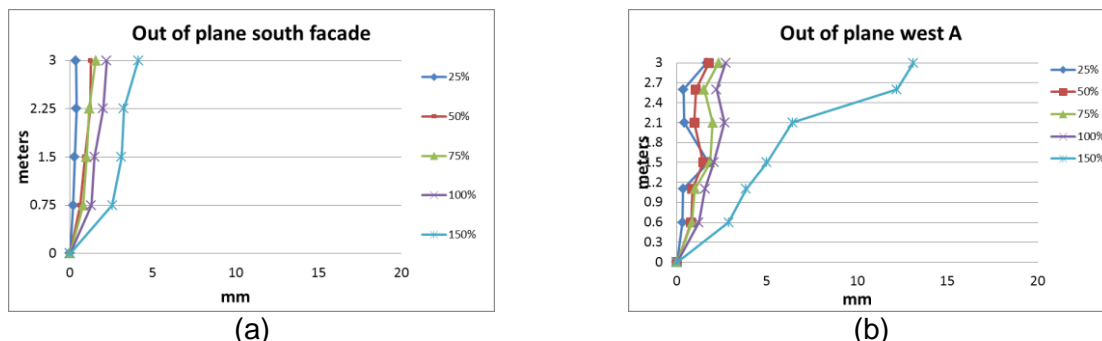


Figura 13. Deslocamentos globais fora do plano para o modelo de alvenaria não armada na fachada: a) sul e b) oeste

A deformação fora do plano das paredes de alvenaria no modelo de alvenaria não armada é mais regular em termos de aumento com o nível da carga sísmica. Em ambos os sentidos, os deslocamentos fora do plano seguem uma pequena tendência crescente até ao teste de 100%. Após esta etapa de carregamento há um aumento notável dos deslocamentos. De forma semelhante ao modelo de alvenaria armada, o máximo de deslocamento fora do plano ocorreu na direção transversal, isto é, na parede oeste, no primeiro andar (mais de 10 milímetros) com o ensaio de 150%. Antes disso, os deslocamentos fora do plano, foram muito moderados (cerca de 2,5 milímetros). Na fachada sul, o máximo deslocamento fora do plano foi registado durante o último teste no segundo andar com um valor de cerca de 4,1mm. Antes desta fase de carregamento os deslocamentos relativos fora do-plano são de 2,2 milímetros. mas ao contrário do modelo de alvenaria armada, as primeiras fissuras aparecem em ambos os níveis e com um comprimento considerável. Note-se que para estes deslocamentos registados deverá contribuir o dano no plano associado a mecanismos de resistência ao corte, já que os modelos tendem a apresentar deslizamentos ao longo das fendas, o que contribui para aumentar os deslocamentos para fora do plano, principalmente no modelo de alvearia não armada (input de 150%). Na proximidade dos cantos foram encontrados valores de deslocamento pequenos, o que significa que o padrão de ligação tradicional adotado para os cantos neste modelo apresenta um comportamento adequado mesmo para valores consideráveis de carregamento sísmico.

4. CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento sísmico experimental de edifícios de alvenaria com geometria assimétrica de blocos de betão através de ensaios de mesa sísmica, fornecendo dados abrangentes e confiáveis para a compreensão do seu comportamento e o desenvolvimento de ferramentas de análise estrutural. Foram construídos dois modelos reduzidos com escalas 1:2, sendo um em alvenaria armada e outro em alvenaria não armada. Os modelos foram submetidos a ensaios correspondentes a input sísmicos crescentes a partir do qual foi possível registar as características dos padrões de fissuração e deformação. A partir dos resultados obtidos, apresentam-se as seguintes conclusões:

- 1) Os dois modelos exibiram um comportamento bastante distinto em termos de padrões de fissuração e deformação. A utilização de armadura em treliça na direção horizontal e vertical melhora claramente a resposta sísmica da alvenaria de blocos de betão, levando a uma robustez estrutural adequada para uma elevada carga sísmica. Os resultados confirmam também a adaptação de alvenaria moderna não armada, com unidades robustas, para suportar cargas sísmicas moderadas.
- 2) A fissuração do modelo de alvenaria armada está concentrada no primeiro andar e está composta por uma série de fissuras diagonais espalhadas sobre os muros de alvenaria. Enquanto no segundo andar, quase nenhum estrago é observado. No caso do modelo de alvenaria não armada, as fissuras desenvolvem-se no primeiro e segundo andares ao longo das juntas horizontais, sendo diagonais nos painéis de alvenaria com aberturas. Verifica-se a ocorrência de deslizamentos ao longo das fissuras de corte (fendas horizontais contínuas e das fendas diagonais).
- 3) A solução proposta com alvenaria de blocos de betão não armada apresentou um comportamento muito razoável para níveis de carga sísmico moderados, e considera-se que pode ser uma solução competitiva para edifícios de médio porte em regiões de sismicidade moderada.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto ALVEST - Desenvolvimento de soluções para alvenaria estrutural (nº5456), projeto I&DT em co-promoção, financiado pela Agência de Inovação.

REFERÊNCIAS

- [1] Lourenço, P.B., Avila, L., Vasconcelos G., Alves, P.(2013) Mendes N., Campos Costa A. (2013) Experimental investigation on the seismic performance of masonry buildings using shaking table testing, Bulletin of Earthquake Engineering, 11(4), 1157-1190.
- [2] Avila, L., Vasconcelos, G., Lourenço, P.B. (2014). experimental and numerical analysis of the seismic performance of concrete block masonry buildings, 9th International Masonry Conference, 07-09 Julho, Universidade do Minho.
- [3] EN 1996-1-1 (2005) Eurocode 6: Design of masonry structures – Part1-1: General rules for[1] reinforced and unreinforced masonry structures, European Committee for Standardization.
- [4] EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part1: General rules, seismic actions and rules for building, European Committee for Standardization.
- [5] Mendes, L.A. (2009). LNEC-SPA Signal Processing and Analysis tools, Versão 2.0, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.